



Aalborg Universitet

AALBORG UNIVERSITY
DENMARK

BK 10 - Introduktion til Statik og Styrkelære - Grundkursus i Bærende Konstruktioner

Sikkerhed og Last

Olesen, Frits Bolonius

Publication date:
2001

Document Version
Også kaldet Forlagets PDF

[Link to publication from Aalborg University](#)

Citation for published version (APA):

Olesen, F. B. (2001). *BK 10 - Introduktion til Statik og Styrkelære - Grundkursus i Bærende Konstruktioner: Sikkerhed og Last*. Institut for Bygningsteknik, Aalborg Universitet.

General rights

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal -

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us at vbn@aub.aau.dk providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

Introduktion til Statik og Styrkelære
Grundkursus i Bærende konstruktioner

Sikkerhed og last



Sikkerhed og last

Læsevejledning: M&R*) side 167 - 176

Sammendrag, uddybning, eksempler:

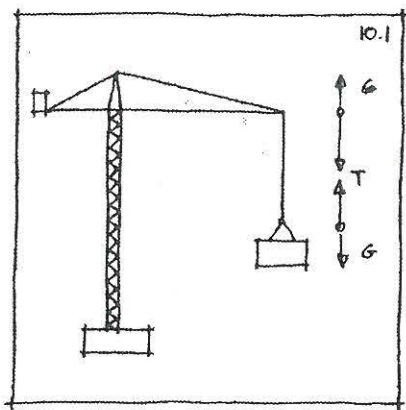
Konstruktionssikkerhed

Det primære designkrav til en *bærende konstruktion* er, at den skal have *tilstrækkelig bæreevne*, hvilket vil sige, at de *påvirkninger (laster)*, den udsættes for, ikke må give anledning til brud i konstruktionen (den må ikke gå i stykker), og at den ikke må vælte, glide eller på anden måde blive bragt ud af sin position. Denne del af designprocessen (den *styrkemæssige dimensionering*) drejer sig altså om at forudbestemme, hvilke *påvirkninger* konstruktionen kan forventes at blive udsat for, og hvordan den *reagerer* på dem, så man i designprocessen kan indkalkulere en tilstrækkelig grad af *sikkerhed* mod konstruktionssvigt (jvf BK1 side 1.2). Dette notat handler om, hvad der forstås ved *tilstrækkelig grad af sikkerhed*, og om de forskellige arter af laster, en bygning og dens enkelte konstruktionsdele skal regnes at kunne blive udsat for.

En konstruktions eller konstruktionsdels *sikkerhed* mod svigt (for eksempel materialebrud, instabilitet, væltning eller glidning) kan udtrykkes på flere måder, for eksempel som forholdet mellem *modstandsevnen R* (*resistance*) og *lastvirkningen S*

$$\gamma = R/S \quad (10.1)$$

hvor γ benævnes *sikkerhedsgraden* eller *sikkerhedskoefficienten*.



Et eksempel: I en kran er ophængt et beton-vægelement, der vejer 10 tons (10.000 kg), hvorved kranwiren belastes med en last $G = 9,82 \cdot 10.000 \sim 100.000 \text{ N} = 100 \text{ kN}$ (= lastvirkningen S). Ud fra de anvendte materialer og dimensioner er kranwires brudlast (brudbæreevne) bestemt til $N_{t,R} = 150 \text{ kN}$ (= modstandsevnen R). Konstruktionssikkerheden (i kranwiren) er $\gamma = R/S = N_{t,R}/G = 150/100 = 1,50$. Lasten G kunne altså teoretisk øges til 150 kN, før konstruktionen går i stykker. I denne situation, *brudgrænsetilstanden*, er konstruktionssikkerheden $\gamma = 1,0$.

Bygningskonstruktioner i praksis må ikke komme i det nominelle brudstadium. Der skal være en vis *bæreevnereserve*, altså en konstruktionssikkerhed på mere end 1,0 - i almindelighed endda ganske betydeligt mere end 1,0 (1,5 - 4). Det skyldes, at fastsættelsen af såvel lasterne som konstruktionens styrkeegenskaber er behæftet med en vis - for nogle materials vedkommende meget betydelig - usikkerhed, og at der derfor skal

*) M&R: Hans Friis Mathiasen & Erik Reitzel: Grundtræk af Bærende konstruktioner i arkitekturen. Arkitektens forlag 1999

være et vist spillerum, så konstruktionen ikke svigter, også selv om den skulle få en vis overbelastning, eller selv om materialeegenskaberne ikke overalt helt har de forudsatte værdier. Også arbejdets udførelse i værksteder og på byggeplads og kontrollen med det rummer usikkerhedsmomenter, som skal dækkes ind gennem en tilstrækkelig høj værdi af konstruktionssikkerheden.

Det er således ganske mange parametre, der tilsammen er bestemmende for den samlede konstruktionssikkerhed (*totalsikkerheden*), og dermed også mange usikkerhedsmomenter, der skal tages i regning. Hvordan det gøres ved praktisk dimensionering, er nærmere beskrevet i det efterfølgende afsnit om *partialkoefficientmetoden*.

Laster

De laster, en bygningskonstruktion skal regnes at kunne blive udsat for, omfatter fire hovedgrupper:

- * egenlaster
- * nyttelaster
- * naturlaster
- * ulykkeslaster

Hvordan lasterne fastsættes for en given konstruktion (det bærende hovedsystem eller dele af det), kan være en ganske kompliceret opgave, dels på grund af det meget store antal variable, der influerer på lasternes størrelse, dels på grund af de mange forskellige kombinationsmuligheder.

I de fleste landes byggeretlige bestemmelser indgår *lastforskrifter* som et integreret led i det sæt af *normbestemmelser*, som danner grundlag for dimensionering af bærende konstruktioner, og som skal sikre, at bærende konstruktioner projekteres og udføres *sikkerhedsmæssigt forsvarligt*. Her i landet er lastforskrifterne nedfældet i

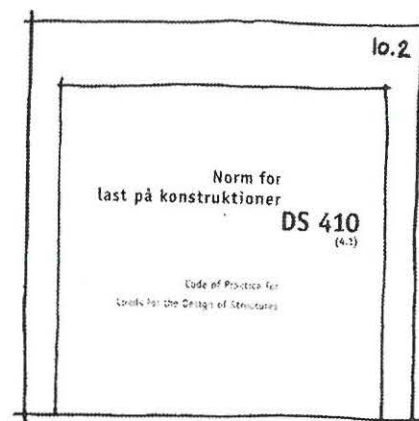
Norm for last på konstruktioner, Dansk Standard 410 (1998)

hvor der for de forskellige lasttyper er angivet såkaldte *karateristiske* værdier, som er baseret på statistiske data, og som entydigt karakteriserer den enkelte last, udtrykt enten som enkeltlast, linielast eller fladelast.

Denne norm er - i lighed med de øvrige danske konstruktionsnormer - opbygget efter tilsvarende principper som konstruktionsnormerne i de fleste lande i den vestlige verden, herunder det fælleseuropæiske normkompleks *Eurocodes*. I det følgende gives en kortfattet oversigt over de forskellige lasttyper:

Egenlast (G eller g)

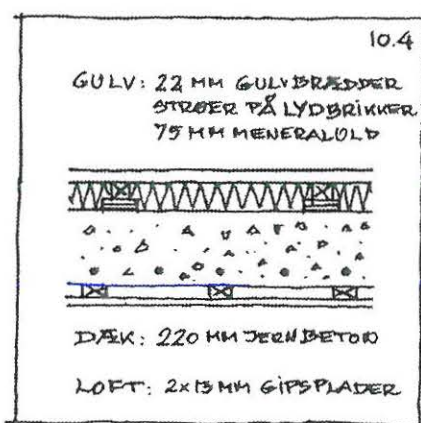
Egenlasterne på en konstruktion omfatter tyngden af *alle* konstruktioner



og andre bygningsdele (altså også for eksempel tagdækninger, gulve, lofter og ikke-bærende skillevægge), som må forudsættes at være permanent til stede og virke i hele konstruktionens levetid.

Egenlasterne bestemmes ud fra materialernes specifikke tyngde og konstruktionernes geometriske dimensioner. Lette, ikke-bærende skillevægge, som kan tænkes at blive flyttet (eller eventuelt helt fjernet), kan regnes som en lodret virkende *ækvivalent fladelast* (jvf reglerne i 2(3)P - 2(5)P i DS 410).

Egenlasten på en konstruktion omfatter alle egenlaste fra bygningsdele, hvis tyngde overføres gennem konstruktionen. Egenlasten på for eksempel en søjle omfatter lasten fra alle bjælker og dæk, der understøttes af søjlen, og fra eventuelle søjler i de overliggende etager, jvf eksemplet i figur 10.3, hvor egenlasten på søjlen i stueetagen S_0 omfatter bidrag g_1 fra etagen lige over søjlen (1. sal) samt bidragene g_2 og g_3 fra 2. og 3. sal, der føres til S_0 via søjlerne S_1 og S_2 på henholdsvis 1. og 2. sal.



Et eksempel: Egenlast (kN/m^2) på etageadskillelsen i figur 10.4:

22 mm gulvbrædder (løvtræ): $0,022 \cdot 7 =$	0,15 kN/m^2
Mineraluld + strøer	$\sim 0,05$ -
220 mm jernbeton: $0,220 \cdot 25$	5,50 -
13 mm gipsloft: $0,013 \cdot 9 + 25\%$ (ophæng)	0,30 -
Lette skillevægge (ækvivalentlast 2(5)P i DS 410)	0,65 -
Karakteristisk last, i alt	$g_k = 6,65 \text{ kN/m}^2$

Nyttelast (Q eller q)

Nyttelasten er en *variabel last*, der omfatter tyngden af personer, møbler, inventar, maskiner, kraner, oplagrede varer etc. Eksempler på *karakteristisk nyttelast* fra personer, møbler og inventar på etagedæk i boliger, kontorer og samlingslokaler mv (jvf 3.1.1 i DS 410):

Boliger	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Kontor og let erhverv	$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Samlingslokaler med faste siddepladser	$q = 4,0 \text{ kN/m}^2$
Samlingslokaler uden faste siddepladser	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Interne trapper	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Trapper og altangange i boliger	$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Naturlast - vind (F_w eller f_w)

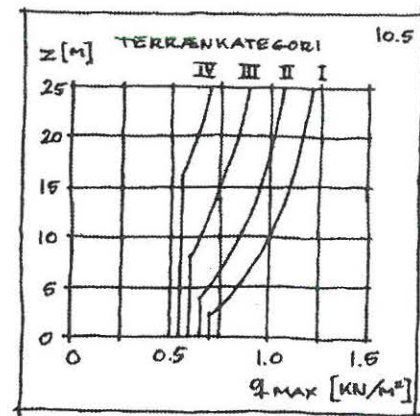
Vindlasten på en bygning er en *dynamisk* virkende last, der i sagens natur afhænger på en meget kompliceret måde af en lang række faktorer, såsom bygningens højde, form og beliggenhed, omgivelserne, landskabets topografi etc. Vindens dynamiske virkning skal i almindelighed tages i betragtning, men for lavere bygninger (højde $< 15 \text{ m}$), kan der med god tilnærmelse regnes med såkaldt *quasistatisk respons*, dvs at den *karakte-*

ristiske vindlast vinkelret på en flade A kan regnes som en statisk virkende last F_w [kN]:

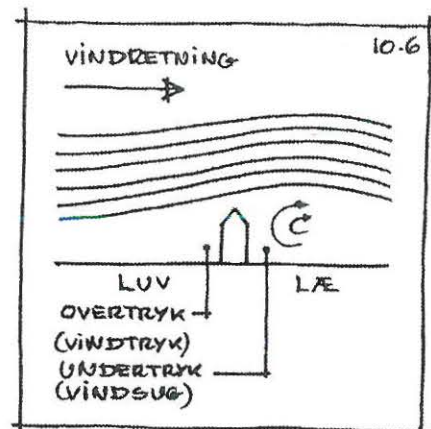
$$F_w = q_{max} \cdot c \cdot A \quad (10.2)$$

hvor q_{max} er hastighedstrykket [kN/m²]
 c er en formfaktor [-]
 A er arealet af fladen [m²]

Hastighedstrykket q_{max} afhænger af bygningens højde (z) og beliggenhed, vindretningen, terrænets topografi og terrænets ruhed (udtrykt ved terrænkategorien I - IV, hvor I er åbent land og IV er tæt, bymæssig bebyggelse højere end 15 m). I figur 10.5 er vist hastighedstryk-profilerne for de fire terrænkategorier, gældende for fladt terræn i det meste af landet. Ved Vesterhavet skal der regnes med ca. 25% højere værdier (jvf 6.1.3 i DS 410). Disse hastighedstryk er baseret på den såkaldte basisvindhastighed, der er bestemt ved feltmålinger af vindhastigheden og fastsat ud fra en årlig sandsynlighed for overskridelse på 0,02.

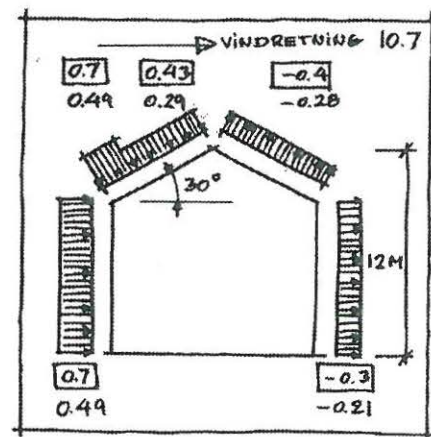


Formfaktoren c for de enkelte dele af en bygningens udvendige overflader (ydervægge og tage) afhænger af fladens beliggenhed i forhold til vindretningen og af bygningens form. For vægflader i den luv side (vindsiden) er formfaktoren positiv (vindtryk) og for flader i læsiden negativ (vindsug). Det skyldes (jvf figur 10.6) at en bygning virker som en læskærm, der tvinger vinden op over sig og derved forøger strømningshastigheden, hvorved der opstår et undertryk på læsiden (jvf Bernoulli's ligning for en laminær strømning: hastighedstryk + statisk tryk = konstant). Af samme grund kan der være vindsug på visse dele af en bygning tagflader.



I 6.3 i DS 410 er angivet detaljerede retningslinier for fastsættelsen af formfaktorerne for vindlast på en bygning forskellige flader. Disse formfaktorer er bestemt eksperimentelt på grundlag af modelforsøg i vindtunnel.

Som eksempel er i figur 10.7 vist den karakteristiske vindlast [kN/m²] på facaderne og tagfladerne af en 3-etagers bygning med 30° taghældning. Bygningen ligger i et fladt område af terrænkategori III (spredt, bymæssig bebyggelse), og vindretningen er vestlig. Bygningens højde (målt fra terræn til tagryggen) er $z = 12$ m, hvoraf $q_{max} = 0,70$ kN/m² (jvf figur 10.5). For vestfacaden (dvs den luv side) er formfaktoren $c = 0,7$, dvs vindlasten $f_w = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49$ kN/m² (vindtryk), for østfacaden (læsiden) $c = -0,3$, dvs $f_w = -0,3 \cdot 0,7 = -0,21$ kN/m² (vindsug). På tilsvarende måde er bestemt vindlasterne på tagfladerne, vindtryk på tagfladen i den luv side, vindsug på tagfladen i læsiden.



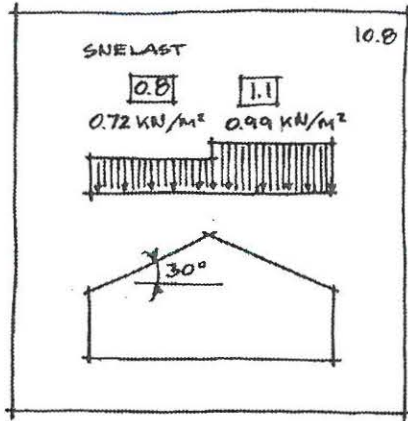
Naturlast - sne (s)

Fastsættelsen af de snelaster, der kan optræde på tagflader, er baseret på statistiske målinger af den akkumulerede snemængde på en uforstyrret del

af terrænet, *sneens terrænværdi*. I henhold til 7.1 i DS 410 er sneens *karakteristiske terrænværdi* s_k defineret som den terrænværdi, der overskrides med en årlig sandsynlighed på 0,02. s_k regnes = 0,9 kN/m².

Den *karakteristiske snelast* på en tagflade bestemmes af

$$s = c \cdot s_k \quad (10.3)$$



hvor c er formfaktoren for snelast. Den afhænger af tagformen og af tagfladens hældning, men er uafhængig af bygningens højde. For flade tage ($\alpha \leq 15^\circ$) er $c = 0,8$, dvs snelasten $s = 0,8 \cdot 0,9 = 0,72 \text{ kN/m}^2$. For tagflader med hældning $\alpha \geq 60^\circ$ er $c = 0$, dvs $s = 0$ (undtagen for shedtage eller andre trugformede tage, hvor der kan ske sneophobning).

Et eksempel: For sadeltaget i figur 10.8 ($\alpha = 30^\circ$) er formfaktoren på den ene tagflade $c_1 = 0,8$ ($f_w = 0,72 \text{ kN/m}^2$), på den anden $c_2 = 1,1$ ($f_w = 0,99 \text{ kN/m}^2$). For mellemliggende værdier af α interpoleres retliniet mellem værdierne af c_1 og c_2 for 15° (0,8), 30° (0,8/1,1) og 60° (0).

I 7.3 i DS 410 er der angivet detaljerede retningslinier for fastsættelsen af formfaktorer for snelast.

Ulykkeslast



Ulykkeslaster er de laster, som en konstruktion skal regnes påført for at dække de lasttilfælde, hvor konstruktionen i en ulykkesituation udsættes for helt ekstraordinære påvirkninger. De omfatter følgende laster

Termisk brandlast	(DS 410, 11)
Påkørselslast	(DS 410, 12.1)
Eksplodingslast i lukkede rum	(DS 410, 12.2)
Nedstyrtningsslast på dæk over sikringsrum	(DS 410, 12.3)

De tre sidstnævnte lastarter gælder kun konstruktioner, som på grund af beliggenhed, anvendelse eller udformning er *særlig udsat* for sådanne påvirkninger. Den førstnævnte, termisk brandlast, gælder i princippet alle bærende konstruktioner inden for husbygning.

Ved *termisk brandlast* forstås termisk påvirkning som følge af brand. Den angives som *varmestrøm* pr. arealenhed, eksempelvis [W/m²]. Den termiske brandlast udtrykkes sædvanligvis ved det såkaldte *brandforløb*, dvs *temperatur-tidsforløbet*, der er en karakteristik af, hvordan temperaturen θ_g af de brandgasser, der omgiver konstruktionen under en brand, afhænger af tiden. Der skelnes mellem to typer af brandforløb:

- * *nominelle brandforløb*, der er fastsat *uden* hensyntagen til brandrummets geometriske og fysiske parametre samt dets indhold af brændbare materialer, eksempelvis det såkaldte *standard-brandforløb* (jvf Dansk Standard 1051.1)

- * *parametriske brandforløb*, der bestemmes ud fra brandmodeller på grundlag af brandrummets geometriske og fysiske parametre samt dets indhold af brændbare materialer.

Som eksempel er i figur 10.9 vist det nominelle og det parametriske brandforløb, der kan lægges til grund for den *brandtekniske dimensionering* af de bærende konstruktioner i et etagebyggeri. Det parametriske brandforløb knytter sig til et ganske bestemt rum med givne vinduesstørrelser, etagedæk, yder- og indervægge etc, medens det nominelle brandforløb gælder for bygninger i almindelighed (under 5 etager).

Sikkerhedsklasser

De krav, der skal stilles til konstruktionssikkerheden, er her i landet nedfældet i

Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner
Dansk Standard 409 (1998)

Ifølge DS 409 henføres en konstruktion til én af følgende sikkerhedsklasser

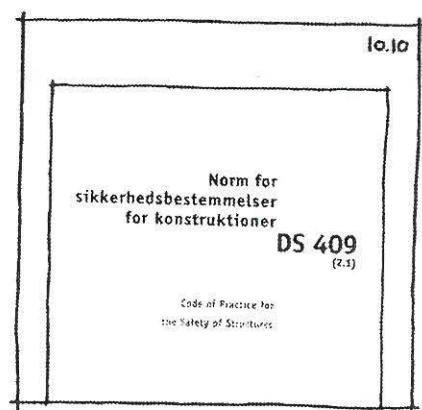
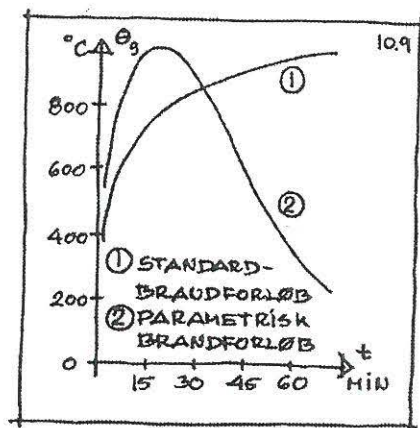
- * *lav sikkerhedsklasse*, hvor et eventuelt svigt indebærer lille risiko for personskade og kun vil have små samfundsmæssige konsekvenser
- * *normal sikkerhedsklasse*
- * *høj sikkerhedsklasse*, hvor et eventuelt svigt indebærer stor risiko for personskade eller vil have store samfundsmæssige konsekvenser

De fleste konstruktioner henføres til normal sikkerhedsklasse. De forskellige konstruktioner eller konstruktionsdele i en bygning kan godt henføres til forskellige sikkerhedsklasser alt efter deres betydning i relation til klassifikationskriterierne. For eksempel skal de *primære konstruktioner*, der indgår i det konstruktive hovedsystem i en høj bygning (mere end 5 etager), henføres til *høj sikkerhedsklasse*, medens *sekundære konstruktioner* (trapper og altaner mv) kan henføres til *normal sikkerhedsklasse*.

Partialkoefficientmetoden

Totalsikkerhedskonceptet i henhold til definitionen i 10.1, $\gamma = R/S$, er ikke velegnet til fastsættelse af en bygningskonstruktions sikkerhedsgrad. Det skyldes, at såvel *modstandsevnen* R som *lastvirkningen* S er bestemt af en lang række parametre, der hver især er behæftet med vidt forskellig grad af usikkerhed.

Et par eksempler: For en konstruktion, hvor egenlasten er dominerende



i forhold til de øvrige lastarter (for eksempel en vejbro), er lastvirkningen bestemt med relativt stor nøjagtighed. For en høj, slank konstruktion (for eksempel et udsigtstårn eller en stålskorsten), hvor vindlasten er dominerende i forhold til de øvrige laster, er lastvirkningen behæftet med stor usikkerhed. Den skal derfor have en større sikkerhedsgrad end vejbroen, hvis der for de to konstruktioner skal være samme risiko for svigt.

En murværkskonstruktions bæreevne afhænger bl.a. af stenedes og fugemørtelens styrkeegenskaber, der begge er behæftet med relativt stor usikkerhed i forhold til for eksempel betons eller træs styrkeparametre. Murværkskonstruktioner skal derfor have en større sikkerhedsgrad end beton- og trækonstruktioner. Og tilsvarende skal træ- og betonkonstruktioner have større sikkerhedsgrad end stålkonstruktioner, da stål - i sammenligning med træ og beton - er et meget *homogent* materiale, hvis styrke- og stivhedsegenskaber kan bestemmes med ganske stor nøjagtighed.

For at opnå, at der for konstruktioner i samme sikkerhedsklasse er samme risiko for svigt - samme *svigtsandsynlighed* - trods forskelle i usikkerhederne på lasterne og på materialeparametrene, udtrykkes kravet til konstruktionssikkerheden ikke som et krav til *totalsikkerheden*, jvf (10.1), men ved at betragte konstruktionen i en *regningsmæssig brudgrænsetilstand* og kræve følgende relation overholdt:

$$R_d / S_d \geq 1 \rightarrow R_d \geq S_d \quad (10.4)$$

hvor R_d er den *regningsmæssige modstandsevne* og S_d er den *regningsmæssige lastvirkning* (index d for *design*). Denne måde at foretage sikkerhedsvurderingen på kaldes *partialkoefficientmetoden*, idet der knyttes sikkerhedskrav i form af en sikkerhedskoefficient γ (*partialkoefficient*) til hver enkelt parameter, der influerer på modstandsevnen eller på lastvirkningen.

Regningsmæssig modstandsevne R_d

Den regningsmæssige modstandsevne er en funktion af de *regningsmæssige* værdier af materialernes styrkeparametre m_d (materialeparametre) og konstruktionens geometriske dimensioner l_d , $R_d = R(m_d, l_d)$.

Den *regningsmæssige dimension* l_d kan almindeligvis sættes lig med den *foreskrevne* værdi l_k (også benævnt konstruktionens basismål), medmindre modstandsevnen er følsom over for *afvigelse* fra basismålene, for eksempel ved små vederlagsflader, specielt i montagebyggeri. I så fald må der regnes med den *ugunstigste* værdi.

Den *regningsmæssige materialeparameter* bestemmes af

$$m_d = m_k / \gamma_m \quad (10.5)$$

hvor m_k er den *karakteristiske* værdi af materialeparameteren (flydespæn-

ding, brudspænding eller elasticitetsmodul), og γ_m er en partialkoefficient der tager hensyn til materialets fysiske usikkerhed.

Den *karakteristiske materialeparameter* bestemmes på grundlag af eksperimentelle undersøgelser og defineres som den værdi, der med en foreskreven *sandsynlighed* ikke overskrides, almindeligvis fastsat som 5% fraktiler for styrkeparametre og som middelværdi for stivhedsparametre.

Materialepartialkoefficienten γ_m består af et system af faktorer

$$\gamma_m = \gamma_0 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot \gamma_4 \cdot \gamma_5 \quad (10.6)$$

hvormed der tages hensyn til usikkerheden på de mange forhold, der er bestemmende for materialeparameteren,

Faktoren γ_0 , der tager hensyn til *svigtkonsekvenserne*, sættes til

$$\begin{aligned} \gamma_0 &= 0,90 \text{ for konstruktioner i lav sikkerhedsklasse} \\ \gamma_0 &= 1,00 \text{ for konstruktioner i normal sikkerhedsklasse} \\ \gamma_0 &= 1,10 \text{ for konstruktioner i høj sikkerhedsklasse} \end{aligned}$$

Faktoren γ_5 , der tager hensyn til *kontrolklassen*, dvs omfanget af kontrol med materialeidentitet og arbejdets udførelse på byggeplads og værksteder, sættes til

$$\begin{aligned} \gamma_5 &= 0,95 \text{ ved skærpet kontrol} \\ \gamma_5 &= 1,00 \text{ ved normal kontrol} \\ \gamma_5 &= 1,10 \text{ ved lempet kontrol} \end{aligned}$$

De øvrige faktorer i (10.6), der er materialespecifikke, er angivet i *konstruktionsnormerne*:

Norm for betonkonstruktioner, Dansk Standard 411 (1998)
Norm for stålkonstruktioner, Dansk Standard 412 (1998)
Norm for trækonstruktioner, Dansk Standard 413 (1998)
Norm for murværkskonstruktioner, Dansk Standard 414 (1998)
Norm for fundering, Dansk Standard 415 (1998)

Et eksempel: I etageadskillelsen i figur 10.4 er jernbetondækket udført af beton af *styrkeklasse* 25, dvs med en karakteristisk trykstyrke $f_{ck} = 25$ MPa, og armeringsstål af *styrkeklasse* B550, dvs med en karakteristisk trækstyrke $f_{yk} = 550$ MPa. Konstruktionen er henført til normal sikkerhedsklasse ($\gamma_0 = 1,00$) og normal kontrolklasse ($\gamma_5 = 1,00$).

Regningsmæssige materialeparametre (jvf 5.3.2 i DS 411):

$$\begin{aligned} f_{cd} &= f_{ck} / (1,65 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_5) = 25 / (1,65 \cdot 1,00 \cdot 1,00) = 25 / 1,65 = 15,2 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= f_{yk} / (1,30 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_5) = 550 / (1,30 \cdot 1,00 \cdot 1,00) = 550 / 1,30 = 423 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Regningsmæssig lastvirkning

Den regningsmæssige værdi af en last bestemmes ved at multiplicere den karakteristiske værdi med en *partialkoefficient* γ_f . Partialkoefficienterne for de permanente laster sættes til $\gamma_f = 1,0$, og sættes for de variable laster til $\gamma_f = 1,3$ for nyttelaster og $\gamma_f = 1,5$ for naturlaster. De karakteristiske værdier af lasterne (jvf afsnittet om laster), er for *permanent last* (egenlast) bestemt som lastværdier, der med en sandsynlighed på 50 % ikke overskrides, og for *variabel last* (nyttelast og naturlaster) som lastværdier, der med en sandsynlighed på 98 % ikke overskrides i løbet af et år.

De variable laster er således fastsat med værdier, der er væsentlig højere, end hvad der sædvanligvis kan forventes. De repræsenterer *ekstreme* lastsituationer, som kun meget sjældent indtræffer. Der vil således være en overordentlig ringe sandsynlighed for, at alle laster optræder med deres ekstreme værdi *samtidig*. Eksempelvis vil det være meget lidt sandsynligt, at maksimal snelast og maksimal vindlast (orkanagtig storm), der hver især statistisk set kun indtræffer én gang for hver 50 år, skulle indtræffe *samtidig*. Det vil også være helt usandsynligt, at der skulle være maksimal nyttelast (2 kN/m^2) på *hver eneste* kvadratmeter i en etagebolig, og at det sker *samtidigt* på *alle de øvrige* etager.

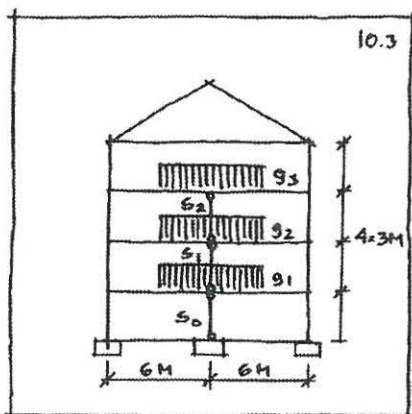
Dette forhold tages i regning ved at definere den såkaldte *sædvanlige værdi* $Q_s = \psi \cdot Q_k$, hvor ψ er en *lastkombinationsfaktor*, der afhænger af lastens variation i tiden og af den *lastkombination*, hvori den indgår. I lastnormen DS 410 er der for hver enkelt lastart angivet værdier af ψ . For de fleste variable laster er $\psi = 0,5$. Det gælder eksempelvis vindlast, snelast og nyttelast i boliger og kontorer. For større nyttelaster er $\psi = 1,0$.

Konstruktionen skal principielt undersøges for den *ugunstigste* (den værst tænkelige) kombination af alle de laster, der kan tænkes at påvirke konstruktionen samtidig. I en bestemt kombination af laster (en såkaldt *lastkombination*) bestemmes den regningsmæssige lastværdi af *én variabel last* Q_k som $Q_d = \gamma_f \cdot Q_k$ ($\gamma_f = 1,3$ for nyttelast og $\gamma_f = 1,5$ for naturlast) og som $Q_d = 1,0 \cdot \psi \cdot Q_k$ for *alle øvrige variable laster*.

I DS 409 er angivet værdier af partialkoefficienten γ_f og bestemmelser om, hvilke lastkombinationer en konstruktion skal undersøges for (anvendelsesgrænsetilstande, brudgrænsetilstande og ulykkestilstande).

Eksempel 10.1

I figur 10.3 er skitseret et tværsnit i en 12 m bred 3-etagers kontorbygning, hvor det konstruktive hovedsystem er et søjle/bjælkesystem af jernbetonelementer, placeret med en indbyrdes afstand på 5 m i bygningens længderetning. Etageadskillelserne er udført med jernbeton-dækelementer og iøvrigt opbygget som vist i figur 10.4. Bjælkernes dimension: $h \cdot b = 400 \cdot 250 \text{ mm}$, søjlernes dimension $250 \cdot 250 \text{ mm}$. Etagehøjden er 3,0 m.



Den regningsmæssige last P_d på søjlen S_0 i stueetagen skal bestemmes.

Egenlaster:	Etagedæk (jvf eksemplet på side 10.4):	6,65 kN/m ²
	Bjælker: $0,4 \cdot 0,25 \cdot 25$	2,5 kN/m
	Søjler: $0,25 \cdot 0,25 \cdot 25$	1,6 kN/m
Nyttelast:	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,3$, $\psi = 0,5$	

Idet belastningsarealet for søjlerne er $5,0 \cdot 6,0 \text{ m}$ (= søjlernes afstand multipliceret med bygningens halve bredde), fås P_d :

Egenlaster:	Etagedæk: $3 \cdot 6,0 \cdot 5,0 \cdot 6,65 =$	598 kN
	Bjælker: $3 \cdot 6,0 \cdot 2,5 =$	45 -
	Søjler: $3 \cdot 3,0 \cdot 1,6 =$	15 -
Nyttelaster:	1. sal: $(\gamma_f \cdot q_k): 1,3 \cdot 5,0 \cdot 6,0 \cdot 3,0 =$	117 -
	2. + 3. sal: $(1,0 \cdot \psi \cdot q_k): 2 \cdot 0,5 \cdot 5,0 \cdot 6,0 \cdot 3,0 =$	90 -
I alt		$P_d = 865 \text{ kN}$

Eksempel 10.2

I figur 10.11 er vist et planbillede af en trappekonstruktion. Reposerne og trinene er udført af 10 mm stålplade med belægning af 50 mm egetræ. Reposerne understøttes af to simpelt understøttede reposebjælker af rektangulære hule stålprofiler $h \cdot b = 120 \cdot 80 \text{ mm}$ med 3 mm godstykkelse og trinene af $150 \cdot 10 \text{ mm}$ stålanger. Reposebjælken nærmest trappeløbene undersøges i brudgrænsetilstanden og i anvendelsesgrænsetilstanden.

Beregningsforudsætninger:

Simpelt understøttet bjælke, spændvidde $l = 2,4 \text{ m}$, jævnt fordelt last

Sikkerhedsklasse: Normal

Kontrolklasse: Normal

Stålkvalitet: S235, karakteristisk styrketal: $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$,

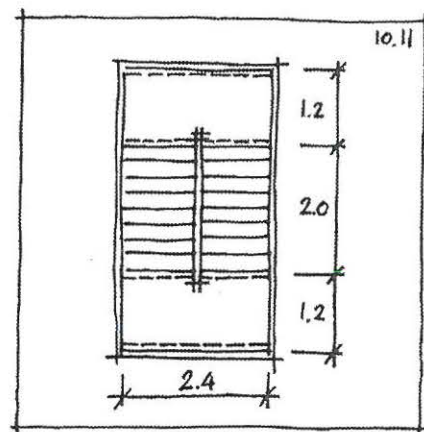
Nyttelast: $3,0 \text{ kN/m}^2$ (jvf 3.1.2.2 i DS 410)

Beregning:

Dimensionsgivende snitkraft M_s i brudgrænsetilstanden er bøjningsmomentet i bjælkens midte $M_{max} = 1/8 \cdot p_d \cdot l^2 = M_s$

Egenlaster:	Træbelægning: $0,05 \cdot 7 =$	0,35 kN/m ²
	Stålplade: $0,010 \cdot 78,5 =$	0,79 -
	Reposebjælke: $(0,12 + 0,08) \cdot 2 \cdot 0,003 \cdot 78,5 =$	0,1 kN/m
	Trappevanger: $0,15 \cdot 0,01 \cdot 78,5 =$	0,12 kN/m,
	~ jævnt fordelt på reposebjælken:	0,2 kN/m
Nyttelast:	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,3$	

Idet trappevangerne regnes simpelt understøttede på reposerne, belastes reposebjælken af halvdelen af lasten på trappeløbene og reposen, dvs bjælkens belastningsareal er $\frac{1}{2} \cdot (1,2 + 2,0) = 1,6 \text{ m}^2/\text{m}$.



Regningsmæssig last:

Egenlaster:	Belægning + stålplade $1,6 \cdot (0,35 + 0,79) = 1,8 \text{ kN/m}$
	Reposebjælke + vanger: $0,1 + 0,2 = 0,3 \text{ -}$
Nyttelaster:	$(\gamma_f \cdot q_k): 1,3 \cdot 1,6 \cdot 3,0 = 6,2 \text{ -}$
Ialt	$p_d = 8,3 \text{ kN/m}$

Regningsmæssig lastvirkning: $M_s = 1/8 \cdot 2,4^2 \cdot 8,3 = 5,98 \text{ kNm}$

Den regningsmæssige modstandsevne ($M_{c,R}$) bestemmes som det moment, som afstedkommer den maksimale bøjningsspænding $\sigma_{max} = f_{yd} \rightarrow M_{c,R} = f_{yd} \cdot W_y$

Det regningsmæssige styrketal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$, hvor partialkoefficienten er $\gamma_m = 1,17 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,17$ (jvf 5.2.2 i DS 412). Idet det karakteristiske styrketal er $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, fås $f_{yd} = 235 / 1,17 = 201 \text{ MPa}$.

Til beregning af modstandsmomentet W_y bestemmes inertimomentet I_y :

$$I_y = 1/12 \cdot [120^3 \cdot 80 - (120 - 2 \cdot 3)^3 \cdot (80 - 2 \cdot 3)] = 2,38 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_y = I_y / z_{max} = 2,38 \cdot 10^6 / (1/2 \cdot 120) = 39,7 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{c,R} = 201 \cdot 39,7 \cdot 10^3 = 7,98 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 7,98 \text{ kNm}$$

Da modstandsevnen R_d ($M_{c,R} = 7,98 \text{ kNm}$) er større end lastvirkningen M_s ($= 5,98 \text{ kNm}$), er det eftervist, at konstruktionen har den foreskrevne sikkerhed, dvs bæreevnen er eftervist, jvf 6.3.9(3) i DS 412.

I *anvendelsesgrænsetilstanden* undersøges reposebjælken for de deformationer, som nyttelasten alene forårsager. Undersøgelsen i denne tilstand er ikke et sikkerhedsproblem, hvorfor der regnes med den *karakteristiske last* med partialkoefficienten 1, dvs $1 \cdot q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, hvoraf $p_d = 1,6 \cdot 3,0 = 4,8 \text{ kN/m}$.

Den største deformation forekommer i bjælkens midte (jvf eksempel 7.1. i BK7) og bestemmes af

$$u_{max} = 5/384 \cdot q_k \cdot l^4 / (E \cdot I_y) = 5/384 \cdot 3,0 \cdot 1,6 \cdot 2400^4 / (210.000 \cdot 2,38 \cdot 10^6) = 4,1 \text{ mm}$$

Den maksimale nedbøjning for fuld nyttelast er altså ca. 1/585 af spændvidden (2,4 m), hvilket vurderes at være acceptabelt.

Det bemærkes, at da konstruktionens stivhed ikke er et sikkerhedsproblem, er der ikke nogen normkrav herom. DS 412 angiver nogle *vejledende* regler, som erfaringsmæssigt giver acceptabel stivhed, for eksempel maksimalt 1/400 af spændvidden for etageadskillelser.

FBO/September 2001